

# Beton SCC jako alternatywa do wykonywania konstrukcji w budownictwie mostowym na przykładzie budowy węzła Sośnica

Węzeł Sośnica ma wielkie znaczenie w transporcie drogowym, ponieważ przez niego odbywać się będzie ruch międzynarodowy w czterech kierunkach (północ, południe, wschód, zachód) oraz krajowy w sześciu (poprzednio podane plus północny zachód i południowy wschód). Będzie to największe skrzyżowanie autostrad w Polsce i jedno z większych w Europie. Trzy poziomowy węzeł Sośnica połączy autostrady A1 i A4 oraz drogę krajową nr 44 (ul. Pszczyńską) tzw. DTŚ.

## 1. Informacje ogólne o projekcie:

Węzeł umiejscowiony jest w Gliwicach, w dzielnicy Ligota Zabrska, w województwie śląskim. Jednakże nazwa tego węzła pochodzi od gliwickiej dzielnicy Sośnica, która położona jest koło Ligoty Zabrskiej. Węzeł w Sośnicy był projektowany już wtedy, gdy planowano budowę trasy A1 i A4. Jednakże z powodu m.in. kryzysu gospodarczego prace przerwano. Prowizoryczny węzeł powstał w 2005 roku, przy okazji budowy autostrady A4 na odcinku Chorzów – Kleszczów. W latach 2006-2007 powstał projekt nowego węzła, obecnie budowanego. Projekt opracowała spółka Mosty Katowice we współpracy z firmą Krakowskie Biuro Projektów Dróg i Mostów „Transprojekt” Sp. z o.o. Jak skomplikowany będzie to obiekt, może świadczyć ilość obiektów inżynierskich, jakie powstaną w rejonie węzła. W ciągu autostrady A1 będzie ich 10, a nad nią 6. Na drodze krajowej nr 44 zbudowane zostaną trzy obiekty. Zaprojektowano również dwa obiekty podwieszane. Całość kontraktu realizuje spółka J&P AVAX, a dostawcą betonu wspólnie z betoniarzami Avaksu jest CEMEX Polska Sp. z o.o. Zakres robót podstawowych obejmuje budowę:

- 3-poziomowego, 6-włotowego węzła Sośnica na skrzyżowaniu drogi krajowej 44, autostrady A4 i autostrady A1
- dwupoziomowych przejazdów z drogami poprzecznymi przecinającymi autostradę
- jezdni zbierająco-rozprowadzających
- łącznic – 11,70 km
- dróg dojazdowych – 3,05 km

Rys. 1. Wizualizacja węzła „SOŚNICA”



- 18 obiektów inżynierskich
- 15 przepustów pod autostradą oraz pod drogami poprzecznymi i dojazdowymi

Ilość przewidzianego do wbudowania betonu na całym węźle wyniesie około 100 tys. m sześć. Wartość całego kontraktu 699, 21 mln zł netto, w tym roboty drogowe 336 mln zł netto.

## Obiekt WD 464

Jednym z bardziej skomplikowanych do realizacji okazał się obiekt WD 464.

Wiadukt zaprojektowano jako podwieszany, gdzie konstrukcja nośna o przekroju rurowym oparta została na dwóch masywnych fundamentach wykonanych z betonu SCC.

## Charakterystyka obiektu WD – 464

- posadowienie fundamentów – głębokie na żelbetowych ścianach szczelinowych o grubości 800 mm z betonu B25 w ilości około 9000 m sześć.
- fundamenty żelbetowe w betonowaniu dwuetapowym:
  - I etap – płyta fundamentowa prosta o objętości betonu B35 – 1980 m sześć., wraz z wykonaniem zbrojenia (także części II etapu), realizowana w okresie około 3 tygodni
  - II etap – fundament kotwienia łuków wraz z blokami oporowymi (geometrycznie skomplikowany blok żelbetowy o dużej grubości, na ścianach skośnych zbrojony podwójnie) o objętości betonu SCC – B35 – 2920 m sześć., wraz z uzupełnieniem zbrojenia miękkiego i stężeniem deskowania przystosowanego do betonu SCC, realizowana około 6 tygodni
- 3 fundamenty jak wyżej uzupełniały: korpus przyczółka wraz ze ścianką zaplecza i skrzydłami o łącznej objętości betonu mostowego B35 – 375 m sześć.
- Na wykonanie jednego przyczółka zużyto około 700 ton zbrojenia miękkiego średnicy od 16 mm do 32 mm. Czas wykonania jednego przyczółka w całości – około 3 miesięcy
- ustrój nośny – konstrukcja stalowa (ruszt: dwie „skrzynkowe” belki główne połączone spawaniem z ośmioma „skrzynkowymi” poprzecznymi) zespolona z żelbetową płytą współpracującą wykonaną z betonu mostowego B50. Ustrój nośny podwieszony do stalowych skrzynkowych łuków linami o ilości splotów 55 sztuk każda.
- Ilość konstrukcji stalowej – około 2800 ton.
- obiekt zlokalizowany nad autostradą A1 prowadzi 4-pasmową łącznicę G1, łączącą obie autostrady, A1 i A4, z Gliwicami

## Koncepcja betonowania i doboru receptury

Koncepcja zastosowania betonu samozagęszczalnego została wymuszona przez uwarunkowania konstrukcyjne fundamentów przyczółków, które zostały zaprojektowane jako skomplikowane masyw-

ne były o rozwiniętych skośnych powierzchniach płaszczyzn bocznych. Gęste rozłożenie zbrojenia na płaszczyznach bocznych (podwójna siatka z prętów  $\varnothing 25$  mm: zewnętrzna  $100 \times 100$  i wewnętrzna  $200 \times 200$  mm), znaczna ilość strzemion uformowanych w kominy i licznych dodatkowych konstrukcji pomocniczych oraz duże zagęszczenie zbrojenia w ciosach oporowych łuków praktycznie uniemożliwiło właściwe zbudowanie i zagęszczenie betonu o konsystencji standardowej S3 (K4 wg PN-88/B-06250).

Pierwotnie rozpatrywano wersję receptury opartej na standardowych w mostownictwie założeniach, której skład, użyte materiały i parametry trwałościowe betonu musiały być zgodne z wymaganiami S.T., a jedynym odstępstwem miała być konsystencja określana normą EN 12350-8 jako klasa SF1 lub SF2.

Jednakże kolejnym bardzo ważnym problemem do rozwiązania był przewidywany znaczny samona-grzew masywnego bloku fundamentowego o objętości około 3000 m sześć.

Dla potrzeb oceny możliwych do wystąpienia zagrożeń w trakcie realizacji elementu przeprowadzono szczegółową symulację rozkładu temperatur i naprężeń w elemencie za pomocą programu 4C-Temp&Stress na podstawie badań ciepła hydratacji w komorze hydratacyjnej dla cementu CEM I 42,5 N MSR/NA o składzie i parametrach zgodnych ze specyfikacją techniczną.

Uzyskane wyniki rozkładu temperatur w bloku wykazały, że:

- temperatura w środku konstrukcji w 108 godzinie może dojść do  $72,5^{\circ}\text{C}$  przy założeniu ciągłego betonowania
- maksymalny przyrost temperatury wyniesie w stosunku do temperatury mieszanki  $47,5^{\circ}\text{C}$
- maksymalne gradienty w strefie przypowierzchniowej będą przekraczać  $20^{\circ}\text{C}$ , więc może się pojawić ryzyko zarysowania konstrukcji.

Wobec powyższego zdecydowano podjąć próbę zastosowania betonu samozagęszczalnego klasy C30/37 na cemencie hutniczym CEM III/A NA „Rudniki” z dodatkiem popiołu lotnego. Jednocześnie cały problem skonsultowano i poproszono o zopiniowanie nowego rozwiązania profesora Kazimierza Flagę z Politechniki Krakowskiej.

Zaproponowane rozwiązanie znalazło uznanie profesora Flagi, który dodatkowo w swojej opinii naukowo-technicznej zaproponował szereg optymalnych rozwiązań technologii betonowania, jak również metod zabezpieczenia elementu.

Na uwagę zasługuje fakt, że udało się zrezygnować ze spełnienia warunków trwałościowych (nasiąkliwość i mrozoodporność) kosztem dodatkowego zabezpieczenia elastyczną powłoką hydrofobizującą odkrytych powierzchni narażonych na działanie zewnętrznych warunków atmosferycznych.

### Próby laboratoryjne i przemysłowe

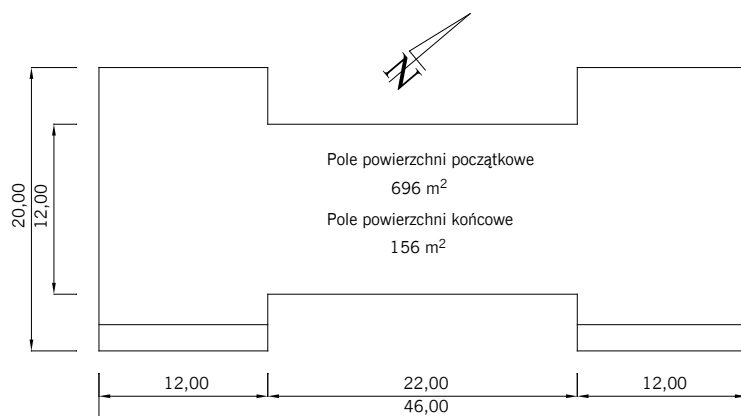
Badania wstępne betonu wykonano w warunkach laboratoryjnych w laboratorium BASF w Myślenicach w celu doboru domieszek i sprawdzenia reologii mieszanki.

Do zaprojektowania betonu SCC przeznaczonego na tak skomplikowaną konstrukcję posłużono się najnowszymi rozwiązaniami w dziedzinie domieszek chemicznych.



Zastosowano domieszki oparte na bazie eterów polikarboksylanowych: Glenium SKY 592, dedykowaną do betonów samozagęszczalnych o niskiej zawartości spoiwa, dającą zmniejszoną lepkość mieszanki oraz ułatwiającą odpowietrzanie mieszanki betonowej, oraz regulator lepkości (VMA

Rys. 2. Wizualizacja obiektu WD 464

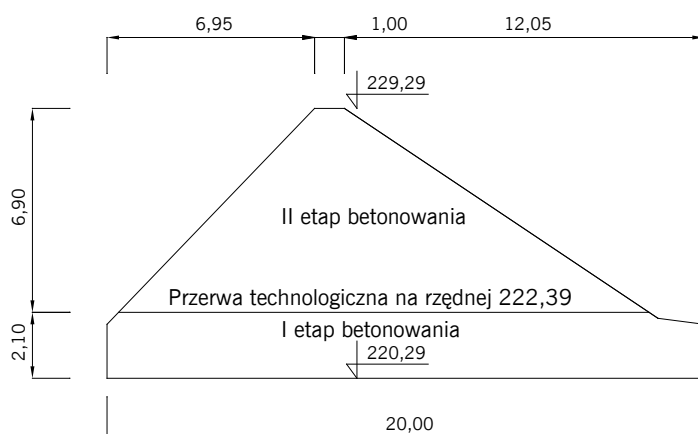


– Viscosity Modifying Agents) RHEOMATRIX 100, mający do spełnienia ważne zadanie, tzn. zmniejszenie lepkości mieszanki betonowej oraz stabilizację betonu przed segregacją.

Na etapie projektowania mieszanki betonowej dokonano kilku założeń, z których najistotniejsze były:

Rys. 3.1. Rzut podpory wiaduktu WD-464

Rys. 3.2 Przekrój poprzeczny skrajnych części podpory wiaduktu WD-464



Tab. 1 Receptura mieszanki betonowej

Składnik	Ilość kg/m <sup>3</sup>
CEM III/A 32,5 HSR NA Rudniki	340
Popiół lotny Rynik	90
0/2 Piasek Kottlarnia	715
2/8 Żwir Bierawa	440
8/16 Grys Gofaszyce	605
Woda	162
Glenium SKY 592 1,2%	4,1
Rheomatrix 100 0,2%	0,7
Lentan VZ 33 0,2%	0,7

- rozptyw z odwróconego stożka Abramsa minimum 60 cm, co gwarantowało odpowiednią ciekłość mieszanki, umożliwiającą samoistny przepływ betonu w tak skomplikowanej konstrukcji.
- utrzymanie konsystencji (rozptywu) w czasie ok. 2,5 godziny, co gwarantowało bezpieczeństwo podczas zabudowy mieszanki betonowej. Tu wliczony był czas dojazdu betonowozu na budowę, kontrola mieszanki na budowie, pompowanie oraz ewentualne przerwy.
- tempo rozptywu mieszanki do średnicy 50 cm wynoszące od 5 do 7 sek., co zapewnia odpowiednią szybkość płynięcia mieszanki.

Na podstawie przeprowadzonych założeń powstała receptura robocza, która ostatecznie okazała się po niewielkich modyfikacjach recepturą końcową, z której produkowano mieszankę SCC na ww. obiekt (tab. 1).

Po ustaleniu receptury roboczej wykonano próbę przemysłową, w wytwórni CEMEX Polska w Mysłowicach. Sprawdzano konsystencję metodą rozptywu wg EN 12350-8 i badanie przepływu Lbox według EN-12350-10 oraz jej zmiany w czasie. Mieszanka betonowa utrzymywała stałą konsystencję przez 2,5 godziny od momentu pierwszego kontaktu cementu z wodą. W trakcie próby produkcyjnej przeprowadzono również sprawdzenie pompowności i dokładności wypełnienia szalunku. Wszystkie testy wypadły pomyślnie i receptura została złożona do akceptacji i zaopiniowania przez nadzór naukowy profesora Flagi oraz nadzór inwestorski węzła Sośnica – Arcadis.

Przeprowadzono również symulację rozkładu temperatur w elemencie na podstawie wyników

uzyskanych z kabiny hydratacyjnej na betonie wykonanym podczas prób technologicznych na zarożach przemysłowych. Uzyskane wyniki spełniały założenia i przedstawiały się następująco:

- temperatura w środku konstrukcji w 82. godzinie około 62,5°C przy założeniu ciągłego betonowania
- maksymalny przyrost temperatury wyniesie w stosunku do temperatury mieszanki 37,5°C
- maksymalne gradienty w strefie przypowierzchniowej nie będą przekraczać 13°C.

Otrzymane z symulacji wyniki potwierdziły, że zostały osiągnięte zamierzenia związane ze znacznym obniżeniem ciepła wydzielanego przez beton o zmodyfikowanym składzie.

#### Organizacja budowy i technologii betonowania

Wydajność wytwórni betonu przy produkcji tego typu mieszanki pozwalała na przyjęcie w założeniach projektowych, że betonowanie ciągłe będzie prowadzone ze średnią wydajnością ok. 70 m<sup>3</sup>/godz., co przy objętości fundamentu około 3000 m sześć. dawało szacowany czas betonowania ciągłego około 42 godzin.

Ostatecznie ustalono, że beton dostarczany będzie z trzech wytwórni betonu (Zabrze, Siemianowice Śląskie oraz Mysłowice), natomiast w całodobowej rezerwie pozostaną dodatkowo dwie wytwórnie, które gotowe będą do uruchomienia produkcji w ciągu godziny od otrzymania informacji.

Przy ustalaniu technologii betonowania i zabudowy zwrócono szczególną uwagę na uwzględnienie parcia bocznego płynnej mieszanki i jego wpływu na deskowanie. Przy wysokości elementu około 7 m i znacznej długości ścian przyjęto, na podstawie obliczeń projektanta szalunków oraz zaleceń profesora Flagi, że element powinien zostać zabetonowany warstwami o grubości nie większej niż 1,5 m. Wykonanie kolejnej warstwy mogło nastąpić dopiero po wstępnym zeszywnieniu poprzedniej, jednak nie można było dopuścić do powstania tzw. zimnych styków. Dlatego powierzchnia ułożonego betonu miała być cały czas sprawdzana przez osoby nadzorujące.

Ostatnie górne partie elementu miały być betonowane już w wolniejszym tempie

Betonowanie pierwszego fundamentu obiektu WD 464, po wstępnych analizach prognozy pogody, rozpoczęło się 1 lipca o godzinie 6.

Pierwszym etapem było wykonanie warstwy szczerwnej na istniejącym podłożu betonowym, na którą bezpośrednio po rozłożeniu rozprowadzano mieszankę warstwą grubości około 30-50 cm. Proces ten musiał być zsynchronizowany w czasie i wykonywany precyzyjnie ustalonymi polami, aby uzyskać dobre połączenia warstw, na całej powierzchni dolnej fundamentu „początkowej” – ok. 700 m<sup>2</sup>. Betonowanie prowadzone było trzema pompami zaopatrzonymi w 12-metrowe gumowe węże, które wprowadzane były bezpośrednio do zaszalowanego elementu poprzez system specjalnie umiejscowionych otworów rewizyjnych. Otwory te służyły również do obserwacji dokładności wypełnienia i „dojścia” betonu pod szalunek. W trakcie betonowania po „przelaniu” były one szczelnie zaślepiane. Każda końcówka pompy była kierowana i przeplatana przez sieć skomplikowanego zbroje-



fab. Michał Braszyński

nia wewnątrz szalunku przez specjalnie wyposażone ekipy betoniarzy. Pozwalało to uniknąć problemów związanych z rozsegregowaniem mieszanki wbudowywanej i zrzucanej ze znacznej wysokości poprzez pajęczynę drutów.

Jak się okazało później, decyzja o rozpoczęciu betonowania w godzinach rannych była słuszna. Warstwę wiążącego młodego betonu, który zabudowany za dnia w okresie najwyższych temperatur (rzędu 32-33°C) przy temperaturze mieszanki około 30°C, schłodziła kolejna warstwa mieszanki układanej w nocy, o temperaturze 23-25°C.

Betonowanie pierwszego fundamentu zakończyło się po 44 godzinach.

Drugi, bliźniaczy element wiaduktu został zabetonowany w 2 tygodnie później w czasie o 7 godz. krótszym, czyli po 37 godzinach. Związane to było z usprawnieniem na podstawie doświadczeń z pierwszego betonowania całego procesu produkcyjnego i technologicznego oraz reorganizacji technologii betonowania.

Łącznie w dwie podpory podczas dwóch betonowań ciągłych wbudowano około 6000 m sześć. betonu samozagęszczalnego

### Obsługa laboratoryjna – kontrola jakości

Cały proces produkcyjny od początku dostaw surowców był ciągle monitorowany przez wyznaczonych technologów.

Niezwykle ważny okazał się dobór jakościowy kruszyw, które specjalnie pod kątem tej realizacji zostały dobrane i zmagazynowane na placach pośrednich, a poszczególne dostawy w sposób losowy były kontrolowane pod kątem uziarnienia i zawartości pyłów mineralnych.

Opracowany plan kontroli zakładał szczegółową kontrolę konsystencji w każdej wytwórni przed wystaniem mieszanki na budowę.

Każdy z technologów miał postępować ściśle z przyjętymi i uzgodnionymi wytycznymi odnośnie wartości granicznych cech mieszanki.

Newralgicznym ogniwem w całym systemie był „punkt kontroli” umiejscowiony na budowie. Miejsce, przez które przechodziły wszystkie transporty mieszanki betonowej wjeżdżające na budowę. Sta-

nowisko spełniało rolę swoistego „sita kontrolnego”, które miało nie dopuszczać do wbudowania mieszanki niespełniającej założonych parametrów. Prowadzono ocenę wizualną każdego transportu, a w przypadku wątpliwości mieszanka była badana metodą rozptywu swobodnego.

Łącznie sprawdzono podczas każdego z dwóch betonowań po około 380 transportów, przy czym:

- ocenie wizualnej poddano wszystkie betonowozy
- pomiar konsystencji wykonano dla co trzeciej gruszki, czyli co około 25-30 m<sup>3</sup>
- próbki do oceny wytrzymałości pobrano z częstotliwością 1/100 m<sup>3</sup>.

Wykonawca betonu prowadził kontrolę jakości, korzystając z usług niezależnego laboratorium BARG oraz własnych służb technologiczno-laboratoryjnych. Łącznie podczas betonowania nadzór technologiczny z ramienia CEMEX sprawowało 16 osób. Dodatkowo badania kontrolne i pobór próbek na placu budowy przeprowadzane były przez laboratoria GDDKiA, AVAX oraz Betotech.

Dla dwóch betonowań wykonano razem:

- 17 oznaczeń wytrzymałości wczesnej 7-dniowej, uzyskując średnią wytrzymałość 35,2 MPa, przy wskaźniku jednorodności produkcji 6,7%
- 64 oznaczeń wytrzymałości 28-dniowej, uzyskując średnią wytrzymałość 55,3 MPa, przy wskaźniku jednorodności produkcji 7,2%.

### Monitoring temperatury w bloku

Przed betonowaniem zamontowano 2 rejestratory zaopatrzone w sondy do pomiaru temperatury dojrzewającego betonu oraz temperatury powietrza, Miejsca rozmieszczenia 17 czujników dobrane tak, aby uzyskać dane pochodzące z miejsc rozmieszczonych w trzech płaszczyznach bryły (rys. 4).

Maksymalna temperatura zarejestrowana w elemencie wyniosła 66°C, więc była wyższa od maksymalnej temperatury z symulacji o 4°C, czyli o tyle, ile wyniosła średnia temperatura mieszanki podczas betonowania (w symulacji przyjęto 25°C).

Maksymalną temperaturę, tak jak przypuszczano, zarejestrowano w punktach pomiarowych leżących wewnątrz bloku podpory.



Proces osiągnięcia maksymalnej temperatury dla różnych miejsc pomiarowych był mniej więcej jednakowy i charakteryzował się następującym przebiegiem:

- 8-9 godzin po zabetonowaniu to czas bardzo małych zmian temperatury,
- gwałtowny przyrost temperatury między 9. a 40. godziną od zabetonowania wzrost z 27°C do 63°C
- maksymalna wartość temperatury 65-66°C zostaje osiągnięta po 71-73 godzinach od momentu zabetonowania
- proces wychładzania i powolnego spadku temperatury następuje po 11-12 dobach od momentu zakończenia betonowania, zależnie od różnych miejsc pomiarowych
- wartości temperatury rzędu 45°C osiągane przy dnie podpory na wysokości do 1,5-2,0 m nad wcześniej wylaną płytą wskazują na znaczny wpływ chłodzenia młodego betonu przez wcześniej zabetonowany podkład
- wartości temperatury, jaką zarejestrowały czujniki leżące w pobliżu powierzchni elementu, wyniosły od 45 do 51°C, a proces chłodzenia rozpoczął się dość szybko
- maksymalny gradient temperatury wystąpił 7 dnia od zakończenia betonowania i wynosił 20-21°C, jednakże w tym momencie beton uzyskał już wystarczającą wytrzymałość na rozciąganie, zdolną do przeniesienia naprężeń powstałych od zmian temperaturowych.

#### Podsumowanie

Technologia betonu SCC jest dość szeroko znana i coraz częściej wykorzystywana w budownictwie kubaturowym i przemysłowym, czego przykładem może być sporo realizacji w kraju i na świecie. Niemniej w budownictwie infrastrukturalnym traktowana jest niejednokrotnie jako „zło konieczne”. Tego typu realizacja, jak ta w Sośnicy, pokazuje, że może to być doskonała alternatywa dla wykonywania konstrukcji mostowych. Zalety wykorzysta-

nia betonu samozagęszczalnego są bezsprzeczne, a udana realizacja tego betonowania w pełni je potwierdza. Dodatkowo należy zauważyć, że obecnie elementy obiektów mostowych są projektowane jako monolityczne, więc w obliczu potencjalnych zagrożeń związanych z dużym samonagrzewem optymalnym rozwiązaniem jest zastosowanie betonów „zimnych”, opartych na cementach CEM III z dodatkiem popiołów lotnych. Natomiast nowe rozwiązania domieszkowe VMA i PCE dają bardzo szerokie możliwości technologom i producentom betonu skutecznej modyfikacji mieszanki betonowej pod indywidualne potrzeby.

Odejście od sztywnych zapisów specyfikacji technicznych możliwe dzięki konstruktywnej dyskusji wszystkich stron przedsięwzięcia pozwoliło w tym przypadku na optymalne wykorzystanie najnowszych technologii. Na podstawie opisanej udanej realizacji betonowania podpór obiektu WD 464 betonem SCC można mieć nadzieję, że przełom podejścia do innowacyjnych receptur w mostownictwie stał się faktem.

**Jerzy Dyrka**

**J&P AVAX SA**

**Piotr Górak**

**CEMEX Polska Sp. z o.o.**

**Konrad Grzesiak**

**BASF Polska Sp. z o.o.**

*Autorzy składają serdeczne podziękowania Profesorowi Fladze za wsparcie merytoryczne w trakcie realizacji projektu*

#### Literatura

- 1/ Kazimierz Flaga, *Opinia naukowo-techniczna w sprawie II etapu betonowania fundamentu podpór dla obiektu mostowego WD – 464 na Węźle Sośnica autostrady A-1*
- 2/ Zbigniew Kołacz, *Raport z monitoringu temperatur fundamentu podpory WD-464 nr 1/08/2009*
- 3/ Zdjęcia wizualizacji pochodzą ze strony [www.a1-pyrzowice-sosnica.pl](http://www.a1-pyrzowice-sosnica.pl)

Rys 5. Przykładowy wykres rozkładu temperatur miejsc pomiarowe „Przekrój 01”

